

## DFH 法による木造家屋崩壊解析と地震動強度

Collapse Analysis of Timber Houses by the DFH Method Related with Intensity of Strong Ground Motion

鎌田 泰子\*, 高田 至郎\*\*

Yasuko Kuwata and Shiro Takada

\*神戸大学大学院自然科学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

\*\*工博, 神戸大学教授, 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

To mitigate earthquake casualties due to collapse of timber houses, it is important not only to increase a resistance of house for pre-earthquake prevention countermeasures but also to clarify the process of house collapse when an earthquake occurs. In this paper, the latter one is focused on. The simulation of house collapse is demonstrated by DEM-FEM-Hybrid method. This method is a numerical analysis according to the DEM algorithm. Especially the member of column is modeled as a bending spring without assemblies of elements. The characteristics of intensity of ground motion are investigated in terms of an instantaneous instrumental seismic intensity to relating with the results by the simulation. As a result, the integrated instantaneous instrumental seismic intensity is proposed as a measure of the aseismic strength of model houses.

*Key Words: DFH method, Simulation of house collapse, Intensity of ground motion, Instantaneous instrumental seismic intensity*

キーワード: DFH 法, 家屋崩壊シミュレーション, 地震動強度, 瞬間計測震度

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、6,430人もの多くの死者が出た。これら犠牲者の大部分が木造家屋の倒壊によるものである。地震時の人的被災軽減のためには、地震前の対策として住家の耐震性を向上させるだけでなく、地震が発生した場合の家屋の倒壊過程を明らかにしておくことが重要である。本研究は、後者に焦点を当てたものであり、家屋の崩壊過程とそれに応じた地震動強度について検討している。

家屋の崩壊に関する研究では、坂本ら<sup>1)</sup>により実物大家屋の振動台実験で崩壊時の状況を示している。また、数値解析では、家屋のフレームモデルを有限要素法(FEM)で崩壊シミュレーションを行ったものもあるが、天井が地面につくまでを追ったものは少ない。また、個別要素法(DEM)で解析しているものも多い。清野ら<sup>2)</sup>は四角形剛体要素を柱・はり部材としてモデル化している。中川ら<sup>3)</sup>は、改良個別要素法(MDEM)で、全ての部材を粒々の要素でモデル化している。要素間のバネが切断、再接触できるDEMは、時々刻々の崩壊過程をシミュレートすることができる点で有効である。本研究でも、

DEMの解析手法を用いたが、部材を要素の集まりとしてモデル化するのではなく、弾性連続体であるとして曲げ剛性をもつはりバネで表現し、新たな解析法を提案している。

また、地震動強度は、これら家屋の崩壊過程と対応できるような時刻歴におけるもので、崩壊指標を評価する必要である。村田ら<sup>4)</sup>は、スペクトル強度の繰り返しが構造物の倒壊に影響を与えているとして疲労スペクトル強度を提案している。本研究では、著者ら<sup>5)</sup>によって提案された、瞬間計測震度を用いて崩壊指標を評価することを試みた。これまでの筆者らの解析では、兵庫県南部地震と鳥取県西部地震のケースで瞬間計測震度の立ち上がりに応じて崩壊に影響していることは知られた<sup>6)</sup>が、崩壊までの時間の検討はなされていなかった。

## 2. DHF 法による家屋シミュレーション

## 2.1 DEM-FEM-Hybrid 法

本研究で用いる解析手法は、筆者ら<sup>7)</sup>により開発された個別要素プログラムDEFAに改良を加えたもので、木造の軸組フレームのモデル化を行い、木造家屋の崩壊プロセスを把握しようというものである。一般に個別要素

法(以下, DEM)で粒々の媒体をモデル化する場合, 接触および近傍の要素間に法線方向と接線方向のバネが並列に設定される. 要素間の相対変位と回転変位によって二つのバネを介して要素に作用する力と曲げモーメントが算出される. 構造物の内部減衰は要素の質量とバネ剛性と臨界減衰比によって算出されるが, 履歴減衰はバネ剛性の低下によってシミュレーションの中で決定される. そして, ニュートン第二法則を満たすように数値積分して各々の要素の変位を算出する. また, 要素間距離がある一定距離より離れるとバネは切断し, 力は伝達されなくなる.

本研究では, 柱はり部材のフレームを弾性連続体とみなし, FEM に用いられる曲げ剛性をもつはりバネを複合させた DEM-FEM-Hybrid 法 (DFH 法) を用いている. 木造家屋の倒壊パターンでは, 接合部の破壊が先行し, RC造のように柱部材がせん断破壊することは多くない. そこで, 部材間の破壊を考慮せずに接合部だけを従来のDEM で用いられる接触バネで構成している.

上述のはりバネは以下のように示される. 要素*i*と要素*j*の間に剛性*E*, 断面積*A*, 断面二次モーメント*I*のはりバネを想定した場合, 単位時間における要素*i*に作用する法線方向の力 $\Delta e_{ni}$ , 接線方向の力 $\Delta e_{nj}$ , 回転モーメント $\Delta m_i$ は要素*i* *j*の法線方向の変位 $\Delta u_{ni}, \Delta u_{nj}$ と接線方向の変位 $\Delta u_{si}, \Delta u_{sj}$ , 回転変位 $\Delta \phi_i, \Delta \phi_j$ を用いて式(2)~(4)のように表すことができる.

$$\Delta e_{ni} = EA(\Delta u_{ni} - \Delta u_{nj})/l_{ij} \quad (2)$$

$$\Delta e_{si} = 12EI(\Delta u_{si} - \Delta u_{sj})/l_{ij}^3 + 6EI(\Delta \phi_i + \Delta \phi_j)/l_{ij}^2 \quad (3)$$

$$\Delta m_i = 6EI(\Delta u_{si} - \Delta u_{sj})/l_{ij}^2 + 2EI(2\Delta \phi_i + \Delta \phi_j)/l_{ij} \quad (4)$$

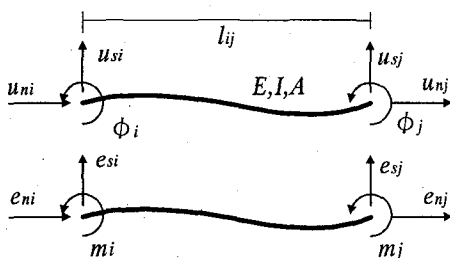


図-1 はりバネのモデル

単位時間における数値積分, 近傍要素の更新など解析のアルゴリズムは従来のDEM に準じている.

## 2.2 木造家屋のモデル化

軸組工法には, 柱による曲げ, 壁によるせん断耐力の他に, 非線形特性をもつ接合部によって成り立っている. 本解析では, これらの特性を考慮して, 図-2のような2次元で2階建て各階2フレームをもつ軸組フレームのモ

デル化を行った.

隅柱は断面が 12cm 角, 中柱は隅柱の断面の2倍としている. この柱は奥行き2間(3.64m)分の質量を支持しているものとして, それらの質量分を集中質量として与えている. 梁, 柱の部材はベイツ

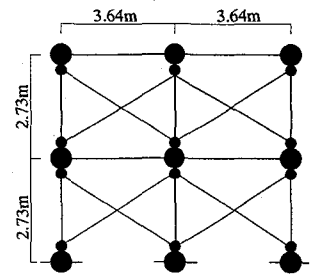


図-2 解析モデル(正面図)

ガとして, 木質構造設計基準・同解説<sup>8)</sup>より, 部材のヤング係数は 88.2kN/cm<sup>2</sup>を用いた. 壁や筋交いによる耐力は, 図-3のように耐力壁の剛性値から壁面を2本のブレースで置換する方法でモデル化した. ブレースのバネは, 軸力方向のみとしている. 引張に対しては, 水平変形角の 1/150rad で耐力が変化しやすいこと<sup>9)</sup>から, 水平変位が 1/150rad で降伏して完全塑性化となり, 1/30rad でブレースのバネは切断される条件とした. 圧縮に対しては, 1/60rad を越えるとバネが切断されるとした.

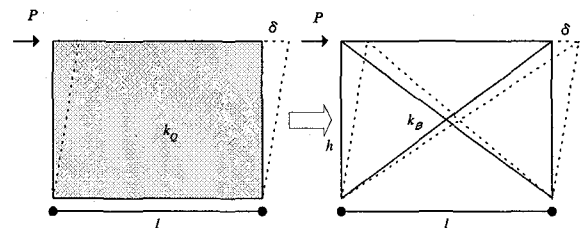


図-3 ブレースの置換

接合部については, 要素の法線方向で圧縮の場合は部材のめりこみとして, 木部材のヤング係数をもつ接触バネを用いた. 引張の場合は接合部の耐力実験<sup>10)</sup>における荷重変位関係をもとに, ある要素間変位が生じると完全弾塑性化するバネとした. 図-4は本解析で用いた各接合部における軸方向の荷重変位関係を示している. 図中において引張方向を正としている. また, 接合部のせん断方向には, ほぼ接触面積における木材の圧縮として, バネの剛性を決めた.

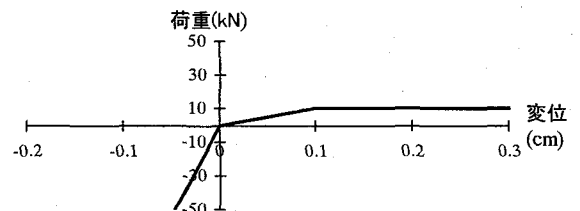


図-4 接合部の荷重変位関係(引張方向)

本研究では, 部材のバネの減衰定数は 3% と設定し, 線形とみなした.

接合部については, 部材端の接触を一つの要素で表現

した場合、要素同士の接触判定が難しくなる。そこで、図-5のように梁・柱の部材端になる要素を正方形要素とし、その接触面には四角形要素に含まれる要素（以下、部分要素と呼ぶ）をもつような部材端をモデル化した。部分要素そのものは、従来の要素と同じ働きをするが、応答変位は部分要素が属している四角形要素に従う。四角形要素、部分要素の計算の流れは、まず接触面の相対変位を部分要素間の相対変位から算出し、接触している部分要素に作用する力を算出する。部分要素の応答変位は、剛体要素に含まれる全ての部分要素に作用する力より剛体要素の中心に作用する合力を求め、剛体要素の中心の応答変位を求めることで算出される。

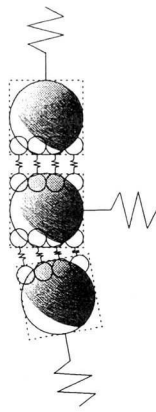


図-5 接合部のモデル

### 2.3 入力地震動と解析ケース

解析の入力地震動には、1995年兵庫県南部地震での神戸海洋气象台（JMA 神戸）と2001年芸予地震での湯来町、大野町（いずれも K-net<sup>11)</sup>）の入力地震動を用いた。境<sup>12)</sup>の報告によれば、湯来町では最大加速度 827gal、計測震度 5.70、震度 6 弱ではあったが地震計設置周辺地域ではそれほど大きな被害が見られなかった。この原因として、芸予地震の加速度応答スペクトルはいずれも 0.5 秒以下で卓越しており、加速度の 1 秒応答と被害が対応していると考察されている。そこで神戸と大野、湯来の加速度記録を用いて、これらの加速度値についても構造物の応答解析から検討する。表-1 は入力地震動の諸元である。図-6 は加速度の水平成分を示している。本解析は 2 次元解析であるので水平方向の入力加速度には、NS、EW の 2 成分の内、PGA の大きい値をもつ成分を用いた。

また、解析のシミュレーションと比較対応できるような地震動強度指標として、瞬間計測震度を用いた。これは気象庁の計測震度算出手法<sup>13)</sup>に基づいている。一般の計測震度は地震動のピークの値を評価しているが、瞬間計測震度は地震開始から単位時間（本研究では、0.5 秒ウインドウの 0.1 秒ずらし）の地震動について計測震度を算出しているため、地震動のピークに至るまでの地震動強度の特性を評価できるものである。図-7 は入力する 2 成分の波形による瞬間計測震度を表している。表-1 においても、3 成分の計測震度と、入力水平 1 成分と上下成分の 2 成分で算出した計測震度とでは、若干 2 成分の方が小さくなるがそれほど大きな差異はみられず、2 成分でも十分評価できるものと見なした。ここで、神戸と湯来の加速度値と計測震度を比較すると、湯来では加速度値が大きかったが、計測震度になると同じような値には

表-1 入力地震動の諸元（JMASI：気象庁計測震度）

地震地点	成分	PGA (gal)	卓越周期 (秒)	JMASI 3成分	JMASI 2成分
1995年兵庫県南部 神戸	NS	817.8	0.7	6.4	6.3
	UD	332.2	1.2		
2001年芸予 大野	EW	441.0	0.4	5.6	5.6
	UD	231.9	0.3		
2001年芸予 湯来	EW	827.8	0.4	5.7	5.7
	UD	217.7	0.1		

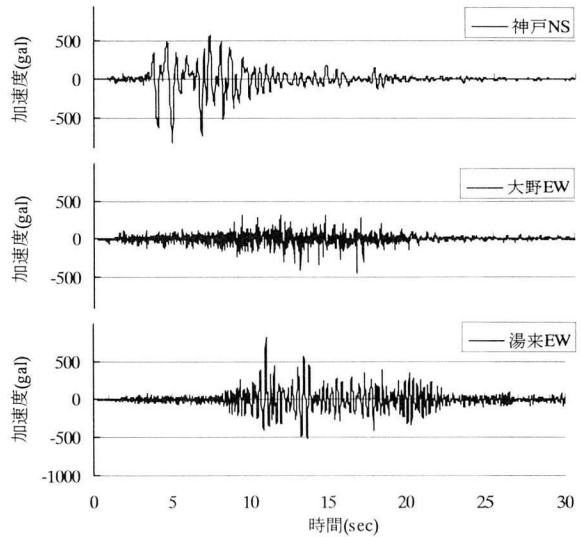


図-6 入力地震動の水平成分加速度波形

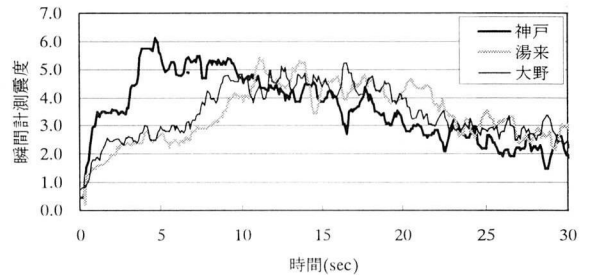


図-7 入力 2 成分の瞬間計測震度

ならない。これは、湯来の加速度波の周期が 0.4 秒と短く、計測震度を算出する際に用いられるフィルターに、周期 1.0 秒程度のスペクトルを増幅させる特性があるためである。瞬間計測震度においても同様に影響している。

家屋のモデルは、各階の重量とフレームのブレース剛性を変化させた表-2 の 3 ケースで行った。各階の質量は、備考欄に示す屋根質量を想定したものである。これを奥行き方向 2 間分の質量として換算した値を、はり部材の集中質量として与えた。ケース 1 は土葺きの築年数の古いものを想定している。

表-2 家屋の各階の単位面積質量

	ケース1	ケース2	ケース3
屋根質量(kg/m <sup>2</sup> )	215	118	118
2階床質量(kg/m <sup>2</sup> )	120	120	120
備考	土葺き瓦	棧瓦	棧瓦

図-8は、図-2のモデルの中の1階1フレームのモデルで左上部の要素に水平荷重を与えたときの荷重と層間変位の関係である。ブレースバネの塑性化や切断によって非線形特性を有している。ケース1とケース2には同じバネ特性を、ケース3にはその1.5倍の強さ特性をもつバネを配した。これらの初期剛性値は20(kN/cm)程度で、軸組実験等<sup>14)</sup>の値とほぼ同様である。また、表-3は、弾性範囲内において自由振動させた時に得られた構造物の固有周期と減衰定数である。一般住宅の振動試験などでは、固有周期0.2秒(軸組のみでは0.4秒)程度であることから比較的脆弱な設定といえる。

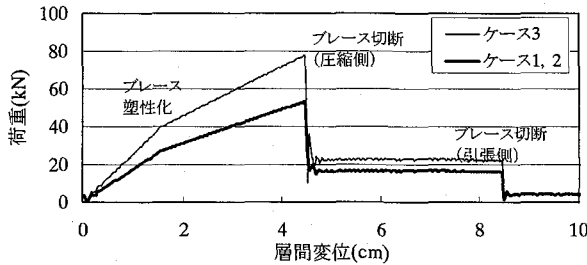


図-8 水平変位と荷重関係

表-3 自由振動での固有周期と減衰定数

解析ケース	固有周期(秒)	減衰定数
ケース1	0.54	0.016
ケース2	0.43	0.020
ケース3	0.36	0.017

## 2.4 解析結果

3ケースの家屋モデルにそれぞれ3つの地震動を入力したところ、神戸の入力地震動の場合には崩壊状態に入ったが、大野、湯来の地震動ではどのモデルでも崩壊しなかった。解析結果ではブレースが塑性化して、傾いているものもあり、現実には全半壊のような状況も考えられるが、ここでは2階の床や屋根が完全に地面につくような倒壊状態のみを、家屋の崩壊としている。

解析の結果例として、神戸の地震動の家屋ケース3の崩壊プロセスを図-9に示す。図-6の加速度、図-7の瞬間計測震度値でのピークにあたる800gal、瞬間計測震度6.0程度をもつ地震開始後4秒間程度から崩壊プロセスを追うことになる。このケースでの2階床部分の応答加速度を図-10に示す。また、図-11には1階床の変位と1階部

の層間変位を示している。応答加速度は、1階部の絶対変位が大きくなる4秒付近で1,000gal程度を示しているが、ブレースが塑性化して切断されるなどによって、構造物全体の耐力がなくなり、応答の周期は初期の固有周期と比較して長く1秒近くになることが知られる。また、5.5秒近くでは層間変位が100cmに達しているが、接合部のバネが切断されることによる瞬間的不安定状態に伴う高い加速度値であると考えられる。

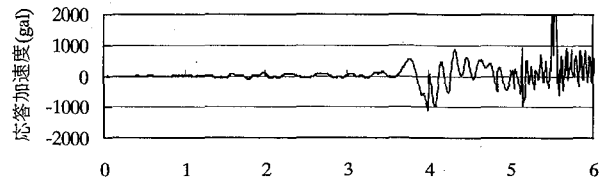


図-10 2階床部分の応答加速度(神戸ケース3)

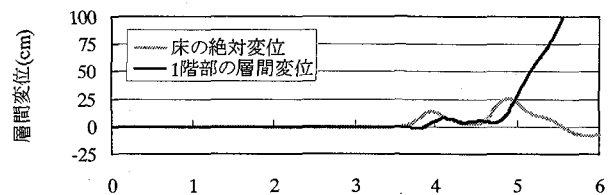


図-11 1階床の変位と1階部の層間変位(神戸ケース3)

構造物が塑性化してくると、構造物の長く延びてくる周期と、卓越周期が短い大野、湯来の地震動はずれ、比較的長い神戸の地震動は合ってくる。そのため、神戸では崩壊まで導かれ、他では崩壊しなかったと考えられる。

## 3. 家屋崩壊と瞬間計測震度

### 3.1 崩壊指標の提案

崩壊に導くような1秒程度の地震動の周期特性を同様に評価することができる計測震度のフィルター特性を活かした瞬間計測震度と前項の応答解析との関係についてさらに解析ケースを増やし、時刻歴地震動強度と関連づけることを試みた。

表-1の入力加速度の振幅を一定倍率で変化させて崩壊までの状況について分析した。図-12,13は入力地震動の神戸と大野の加速度振幅を増幅させた場合の、各家屋ケースの1階部の層間変位を示している。これらの図から、地震動の増幅を変化させることによって、崩壊する方向は必ずしも同じ方向ではないことが知られる。

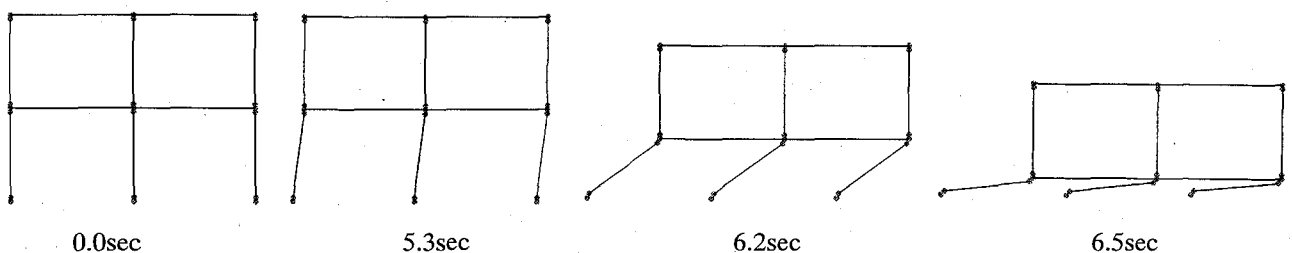


図-9 崩壊プロセス(神戸の地震動を入力したときのケース3)

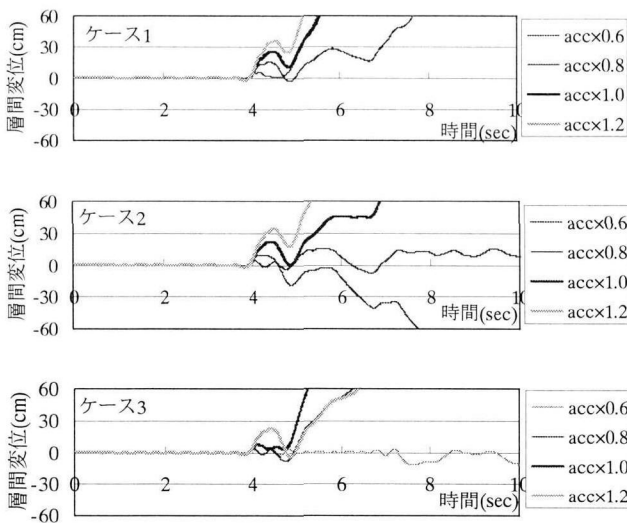


図-12 神戸入力地震動による1階部層間変位

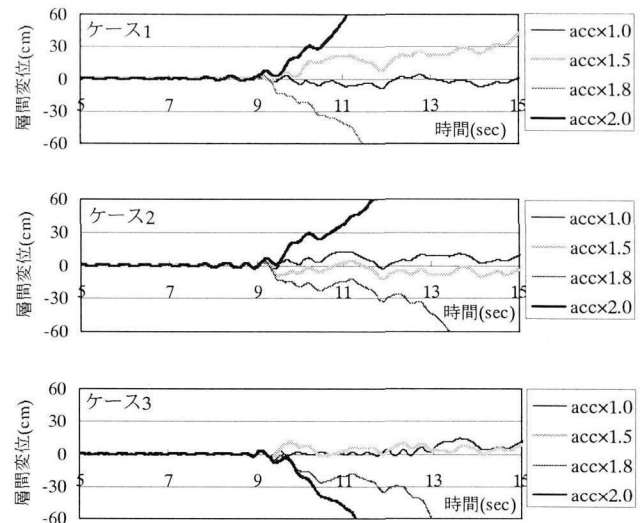


図-13 大野入力地震動による1階部層間変位

また、地震動が大きくなれば必ず早く崩壊するという  
 ことも言い切れず、構造物自体の耐力がなくなるのは、  
 大きな増幅を与えた地震動の方が早くなるが、左右  
 に振れる震動特性によって最終的に家屋が崩落するま  
 の時間は必ずしも早くなるとは限らないことがわかる。  
 しかし、層間変形角 1/30rad を越えてブレースが切断さ  
 れた後、加速度の主要動の範囲で層間変位 20cm ほど  
 になると応答周期が長くなり、崩壊へのプロセスを確  
 実に辿ることが知られる。また、主要動が落ち着いた  
 あたりで層間変位 20cm ほどの変位がでてでも解析中  
 の 30 秒間では崩壊しないことが知られる。

つまり、構造物の塑性化に伴い、それに応じた長い  
 周期特性をもつ大きい振幅の入力が崩壊への重要な  
 要因であると云える。

そこで、これらの崩壊過程に入るプロセス、つまり  
 家屋が崩壊する遷移境界時刻を、これまでの瞬間計  
 測震度を用いて簡易的に評価することを試みた。図-11  
 の解析結果の層間変位と図-7の瞬間計測震度との関  
 係をみると、層間変位が大きくなり始める瞬間計  
 測震度は瞬間震度 5.0 程度であることが知られる。  
 そこで、あるレベルの瞬間計測震度  $\alpha$  を越えな  
 ければ、崩壊に至らしめる地震動ではなく、また、  
 この震度  $\alpha$  を越える地震動強度レベルの継続が  
 破壊力となり、崩壊に影響しているという仮定を  
 立てた。崩壊への指標として、図-14 に示すよう  
 な瞬間計測震度  $\alpha$  以上の強度の足し合わせ(震度  
 $\alpha$  以上の積分値)の値  $CI(\alpha)$  を式(4)として提  
 案する。式(4)では積分値を採用するというこ  
 とで、強い地震動レベルの継続を考慮したもので  
 ある。

$$CI(\alpha) = \int_{t_0}^t (IISI(\tau) - \alpha) IISI(\tau) \geq \alpha d\tau / t_0 \quad (4)$$

$IISI(\tau)$ : 瞬間計測震度,  $\alpha$ : 限界震度のパラメータ,  $t_0$ :  
 基準時間値 (ここでは、1.0 秒)

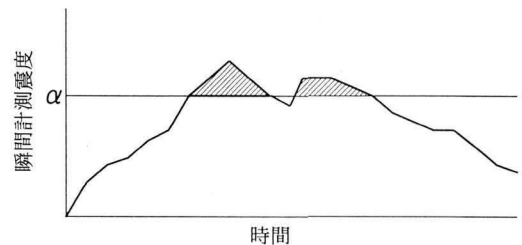


図-14 瞬間計測震度を用いた崩壊指標

さらに、 $CI$  値があるレベルを越えると家屋が崩壊する  
 というような、家屋の崩壊限界となる  $CI$  値を  $HCI$  値と  
 定義する。これら瞬間計測震度積分指標について、解析  
 結果を用いて検討した。

### 3.2 解析結果との検討

ここで、図-12,13 で用いた入力地震動の神戸、大野の  
 $CI$  値を限界震度  $\alpha$  が 5.0 として評価したものが図-15、16  
 である。解析による崩壊状況をグラフの右に示した。増  
 幅させていない加速度値により算出した  $CI$  値を比較す  
 ると、瞬間計測震度同様に神戸の方が急な立ち上がり  
 があり、芸予地震の大野は緩やかである。湯来についても

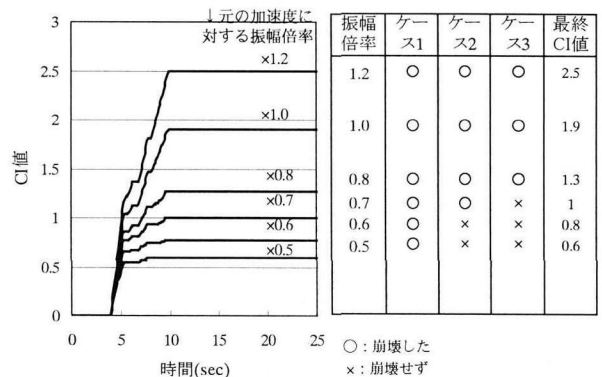


図-15 神戸の  $CI$  値 ( $\alpha=5.0$ )

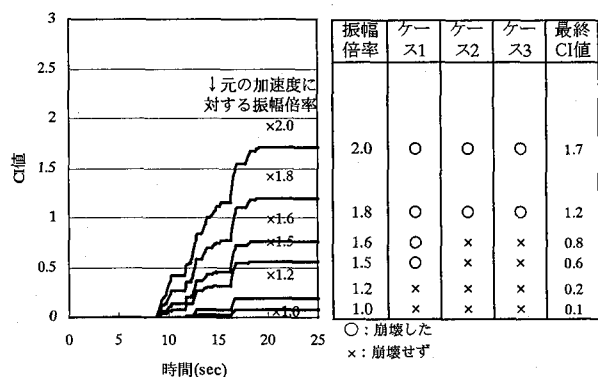


図-16 大野のCI値 ( $\alpha=5.0$ )

評価したが、大野と同様の曲線を示していた。また、加速度振幅させない1.0倍の最終のCI値が神戸では2.0程度あるのに対し、大野、湯来は0.5にも満たない値を示している。800galという同じような加速度値であってもCI値で大きな差がみられるのは、瞬間計測震度を算出する際に周期1秒付近を高く、周期0.2秒程度では低くなるフィルター特性がこのCI値にも影響しているためである。

この図-15, 16における最終CI値と解析結果をみると、各家屋のケースはある地震動の最終CI値を境に崩壊の有無が分かれていることが知られる。家屋の崩壊限界となるCI値をHCI値として本値が、家屋構造強度の違いを表現できると考えられる。構造物や地震動の固有周期などの影響により若干の誤差はあるが、崩壊したケースの中で一番小さい最終CI値でもって示すと各家屋ケースのHCI値は表-4に示すことができる。これらの値は想定した家屋強度に対応したものとなっている。

表-4 崩壊限界のHCI値

	ケース1	ケース2	ケース3
HCI値	0.6	1.0	1.2

今回の家屋は軸組程度の比較的弱い構造物に設定して解析を実行したが、実際に耐力壁などが入るとこの値はさらに大きくなると考えられる。

## 5. 結論

本研究の結論を以下にまとめて示す。

- ・ 従来のDEMに弾性連続体とみなした曲げを伴うバネを複合させた木造家屋モデルにおいて、家屋の崩壊過程をシミュレーションできることを示した。
- ・ 地震動強度を瞬間計測震度で評価することにより、同程度の加速度値をもつ地震動であっても周期特性によって、構造物に与える崩壊への影響に差異があることを示すことができ、解析結果から確認した。
- ・ 家屋の崩壊指標に、あるレベル以上の瞬間計測震度

の積分指標CI値を提案し、その指標について解析結果から検討した。家屋モデルの比較的弱い構造物に設定された範囲では、家屋ケースの違いにより崩壊有無の境界となるCI値の違いがあることを示した。それらの境界が家屋それぞれのもつ崩壊限界HCI値であると考えられる。

## 参考文献

- 1) 大橋好光, 木村正彦, 田中裕樹, 坂本功: JR 鷹取加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験その8 総2階建試験体(S2)の動的崩壊過程, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.167-168, 1997
- 2) 清野純史, 古川愛子: 個別要素法による木造建築物の破壊シミュレーション, 東濃地震科学研究所報告, No.7, pp.59-76, 2001
- 3) 中川貴文, 太田正光: 動的負荷を受ける木質構造物の破壊過程シミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.295-296, 1999
- 4) 村田晶, 北浦勝ら: 地震動の繰り返しを考慮した疲労応答スペクトルによる木造建物の被害予測, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.471-476, 1998
- 5) Ozaki R. and Takada S.: JMA Seismic Intensity and Consideration from Fault Distance, Proceeding of Joint Workshop on US-Japan Cooperative Research on Urban Earthquake Disaster Mitigation Topic4-2 Risk Analysis and Advanced Technologies for Infrastructures, Seattle, USA, pp.49-55, 2001
- 6) 高田至郎, 鉄田泰子: 人的被災軽減のためのDHF法を用いた家屋崩壊プロセス・シミュレーション, 第26回地震工学研究発表会, 2001
- 7) 例えば, Takada S., Hassani N. and Nakajima K.: Fracture and failure analysis of bridge structure of Kobe Route in Hanshin Expressway, during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake, using Distinct Element Algorithm, Proc. of JSCE conf. On Hanshin-Awaji Great Earthquake, pp.219-226, 1997
- 8) 木質構造設計基準・同解説: 日本建築学会, p.17, 1995
- 9) 建設省住宅局建築指導課, 木造住宅振興室: 枠組壁工法建築物構造計算指針, pp.8-9, 1998
- 10) 伊藤聡, 宮澤健二: 枠組壁構法住宅の立体弾塑性有限要素解析に関する研究(その1. 解析モデル), 日本建築学会学術講演梗概集, 22045, pp.89-99, 2000
- 11) 防災科学技術庁: <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/quake/>
- 12) 境有紀, 藤井賢志: 2001年芸予地震被害調査速報および強震記録, (財) 震災予防協会, 地震工学ニュース No.178, pp.1-7, 2001
- 13) 気象庁: 震度を知る, ぎょうせい, pp.1-238, 1996
- 14) 例えば, 宮本義人, 木村正彦ら: JR 鷹取加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験その4, 日本建築学会学術講演梗概集, 22080, pp.159-160, 1997

(2001年9月14日受付)